

Chapitre03 dimensionnement des ossatures en acier

3.1 Description des structures étudiées

Les structures considérées dans la présente étude sont des Cinq structures plans en charpente Métallique représentées sur la figure (3.1)

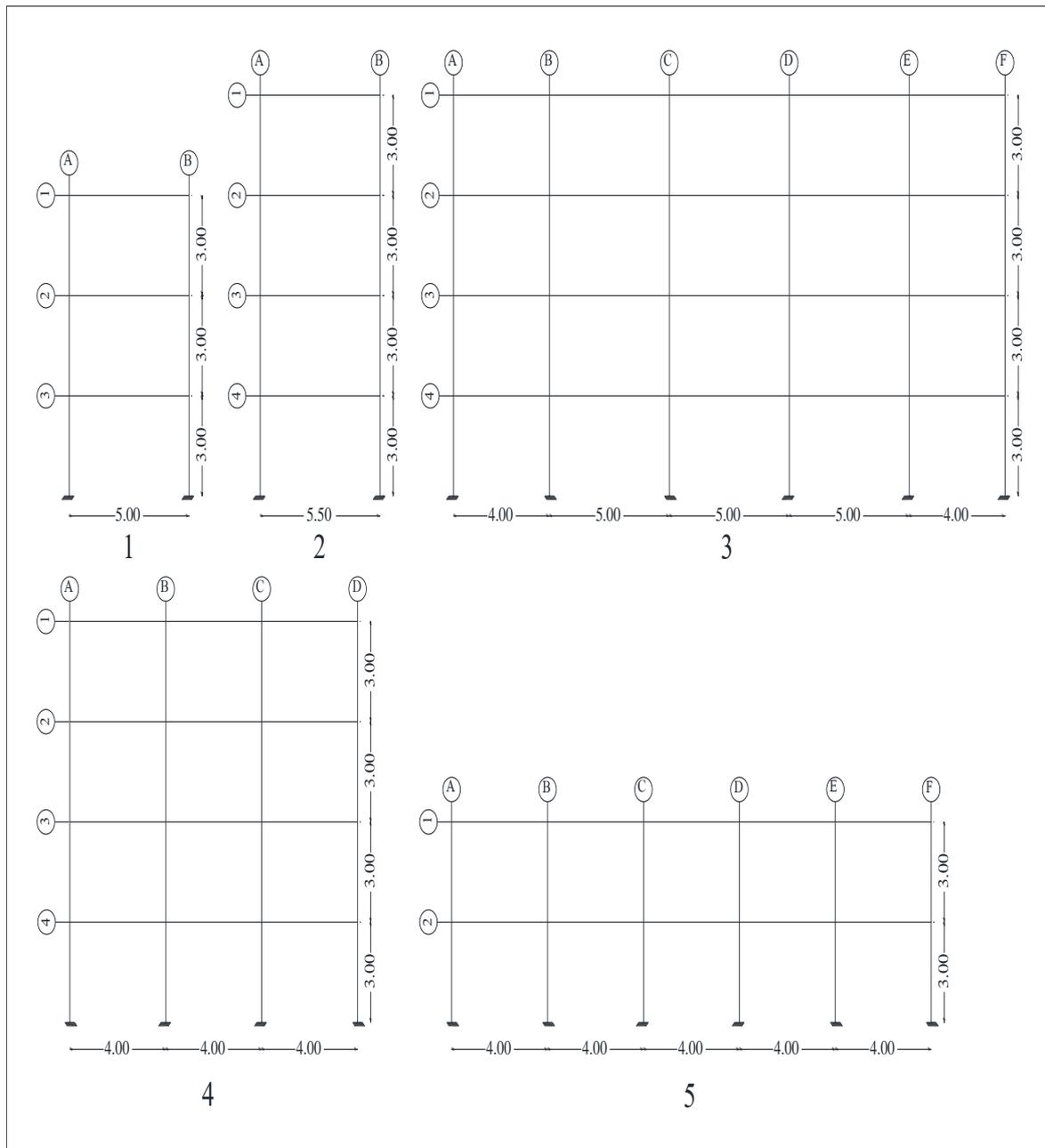


Figure 3.1 : Configurations des structures étudiées

L'ossature métallique réalisée avec des profilés laminés en acier d'où :

La limite d'élasticité : $F_y = 355 \text{ Mpa}$

La résistance à la traction : $f_u = 510 \text{ Mpa}$

Le module de Young : $E = 210\,000 \text{ MPa}$

Les dimensions des sections d'acier des poutres et poteaux sont obtenus après un calcul de dimensionnement des Cinq structures étudiés, que nous présentons au paragraphe suivant.

3.2 Dimensionnement des structures à assemblages rigides

3.2.1 Généralités

- **Les poutres**

Les poutres sont des pièces principalement sollicitées en flexion. Les pièces fléchies sont parmi les éléments les plus couramment utilisés en construction métallique.

Ces éléments méritent donc qu'on leur accorde une attention particulière car une bonne Connaissance des différents phénomènes qui leur sont liés est indispensable pour en assurer une Conception et un dimensionnement adéquats.

- **Les poteaux**

Les poteaux sont généralement des éléments soumis à une flexion et à un effort axial. En règle générale ces éléments ne sont pas isolés du reste de la structure, et leur comportement est de ce fait influencé par l'ensemble des éléments auxquels ils sont liés.

- **Détermination des efforts**

Les efforts dans les éléments des structures sont déterminés à partir d'une analyse automatique réalisé à l'aide du logiciel « SAP2000 ». Pour le calcul de vérification on considère les éléments les plus sollicités (les plus défavorables).

- **Charges appliquées [34]**

- ❖ **Charges gravitaires**

Les Cinq structures considérées sont à usage bureau, Les Charges gravitaires sont évaluées comme suit :

- étage terrasse

Charge permanente (G) : 6.2 kn/m^2

Charge d'exploitation (Q) : 1.5 kn/m^2

- étage courant

Charge permanente (G) : 5.4 kn/m^2

Charge d'exploitation (Q) : 2.5 kn/m^2

3.2.2 dimensionnement des sections d'acier des poutres et poteaux

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres, poteaux)

On pré-dimensionne chaque élément à partir de trois conditions :

- Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat
- Vérification faite selon la condition de résistance
- Critère de (Poutres Faibles – Poteaux Forts)

- ✓ **Valeurs limites des flèches**

Les structures en acier doivent être dimensionnées de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagés du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

- ✓ **Sollicitation de calcul :**

Etat limite ultime : $1,35G + 1,5Q$

Etat limite de service : $G + Q$

- ✓ **Coefficient partiels de sécurité :**

Le coefficient partiel de sécurité doit être pris égal aux valeurs suivantes :

- ❖ Section de classe (1, 2, 3) $\rightarrow \gamma_{M0} = 1.1$

- ❖ Section de classe 4 $\rightarrow \gamma_{M1} = 1.1$

- ❖ Section nette au droit des trous $\rightarrow \gamma_{M2} = 1.25$
- ❖ Cas des états limites ultimes des éléments $\rightarrow \gamma_{M1} = 1.1$

3.2.2.1 pré-dimensionnement des poutres

- **Condition de flèche [35]**

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$ Pour une poutre

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 EI}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{300}$$

$$q_s = (G+Q)$$

$$f_{\max} \leq f_{\text{adm}} \rightarrow \frac{5 \times q \times L^4}{384 EI} \leq \frac{L}{300} \rightarrow I \geq \frac{5 \times q \times 300 \times L^3}{384 E}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau (3-1) suivant :

structure	niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Lx (m)	qs (KN/m ²)	E (Mpa)	I (cm ⁴)	choix	I (cm ⁴)
1	terrasse	5,4	1,5	5	6,9	210000	1604,35	IPE200	1943
	étage courant	6,2	2,5	5	8,7	210000	2022,88	IPEO200	2211
2	terrasse	5,4	1,5	5,5	6,9	210000	2135,393	IPEO200	2211
	étage courant	6,2	2,5	5,5	8,7	210000	2692,453	IPE220	2772
3	terrasse	5,4	1,5	5	6,9	210000	1604,35	IPE200	1943
	étage courant	6,2	2,5	5	8,7	210000	2022,88	IPE220	2772
4	terrasse	5,4	1,5	4	6,9	210000	821,43	IPE160	869,3
	étage courant	6,2	2,5	4	8,7	210000	1035,71	IPE180	1317
5	terrasse	5,4	1,5	4	6,9	210000	821,43	IPE160	869,3
	étage courant	6,2	2,5	4	8,7	210000	1035,71	IPE180	1317

Tableau 3-1 : dimensionnement des profilés

- **Condition de résistance [35]**

$$M_{sd} \leq M_{ply}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m0}}$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau (3-2) suivant :

structure	niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Lx (m)	qu (KN/m ²)	Wpl (cm ³)	Fy (Mpa)	Msd (kn.m)	M ply (kn.m)	Msd < M ply
1	Terrasse	5,4	1,5	5	9,54	220,6	355	29,81	71,19	Vérifiée
	étage courant	6,2	2,5	5	12,12	249,4	355	37,87	80,49	Vérifiée
2	Terrasse	5,4	1,5	5,5	9,54	249,4	355	36,07	80,49	Vérifiée
	étage courant	6,2	2,5	5,5	12,12	285,4	355	45,82	92,11	Vérifiée
3	Terrasse	5,4	1,5	5	9,54	220,6	355	29,81	71,19	Vérifiée
	étage courant	6,2	2,5	5	12,12	285,4	355	37,87	92,11	Vérifiée
4	Terrasse	5,4	1,5	4	9,54	123,9	355	19,08	39,99	Vérifiée
	étage courant	6,2	2,5	4	12,12	166,4	355	24,24	53,7	Vérifiée
5	Terrasse	5,4	1,5	4	9,54	123,9	355	19,08	39,99	Vérifiée
	étage courant	6,2	2,5	4	12,12	166,4	355	24,24	53,7	Vérifiée

Tableau 3-2 : Vérification de Condition de résistance

- **Vérification d'effort tranchant [35]**

$$V_{sd} \leq V_{pl, rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2}$$

$$V_{pl, rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau (3-3) suivant :

Structure	niveau	qu (KN/m)	Lx (m)	Avz (mm ²)	γ_{m0}	Fy (Mpa)	Vsd (kn)	Vpl, rd (kn)	Vsd < Vpl, rd
1	Terrasse	9,54	5	1400	1,1	355	23,85	260,86	Vérifiée
	étage courant	12,12	5	1545	1,1	355	30,3	287,87	Vérifiée
2	Terrasse	9,54	5.5	1545	1,1	355	26.23	287,87	Vérifiée
	étage courant	12,12	5.5	1588	1,1	355	33.33	295,89	Vérifiée
3	Terrasse	9,54	5	1400	1,1	355	23.85	260,86	Vérifiée
	étage courant	12,12	5	1588	1,1	355	30.30	295,89	Vérifiée
4	Terrasse	9,54	4	966	1,1	355	19.08	179,99	Vérifiée
	étage courant	12,12	4	1125	1,1	355	24.24	209,62	Vérifiée
5	Terrasse	9,54	4	966	1,1	355	19.08	179,99	Vérifiée
	étage courant	12,12	4	1125	1,1	355	24.24	209,62	Vérifiée

Tableau 3-3 : Vérification d'effort tranchant

- **Vérification de résistance (effort tranchant) [35]**

$$V_{sd} < 0.5V_{pl, rd} \rightarrow M_{sd} \leq M_{c, rd}$$

$$V_{sd} > 0.5V_{pl, rd} \rightarrow M_{sd} \leq M_{v, rd}$$

$$M_{c, rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m0}}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau (3-4) suivant :

structure	niveau	Vsd (kn)	Vpl, rd (kn)	Vsd / Vpl, rd	vérification	Msd (kn.m)	M c, rd (kn.m)	Msd < M c, rd
1	Terrasse	23,85	260,86	0,09	Vsd < 50% Vpl, rd	29,81	71,19	Vérifiée
	étage courant	30,3	287,87	0,1	Vsd < 50% Vpl, rd	37,87	80,49	Vérifiée
2	Terrasse	26.23	287,87	0,09	Vsd < 50% Vpl, rd	36,07	80,49	Vérifiée
	étage courant	33.33	295,89	0,11	Vsd < 50% Vpl, rd	45,82	92,11	Vérifiée
3	Terrasse	23.85	260,86	0.09	Vsd < 50% Vpl, rd	29,81	71,19	Vérifiée
	étage courant	30.30	295,89	0.10	Vsd < 50% Vpl, rd	37,87	92,11	Vérifiée
4	Terrasse	19.08	179,99	0.10	Vsd < 50% Vpl, rd	19,08	39,99	Vérifiée
	étage courant	24.24	209,62	0.11	Vsd < 50% Vpl, rd	24,24	53,7	Vérifiée
5	Terrasse	19.08	179,99	0.10	Vsd < 50% Vpl, rd	19,08	39,99	Vérifiée
	étage courant	24.24	209,62	0.11	Vsd < 50% Vpl, rd	24,24	53,7	Vérifiée

Tableau 3-4 : Vérification de résistance (effort tranchant)

3.2.3.2 pré-dimensionnement des Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent les efforts extérieurs aux fondations.

- **vérification de critère de (Poutres Faibles – Poteaux Forts) [35]**

Critère de vérification « Poutres Faibles – Poteaux Forts » : $\sum MRc \geq 1,3 \sum MRb$

Dans la suite on désigne le critère par « POFO » (POteaux FOrts).

On choisit un acier de nuance S355 pour les poutres et pour les poteaux et POFO s'écrit:

$$\sum W_{pl, \text{ poteaux}} \geq 1,3 \sum W_{pl, \text{ poutres}}$$

A chaque nœud intérieur, il y a 2 poutres (gauche+droite) et 2 poteaux (sup. et inf.) et POFO devient : $W_{pl, \text{ poteau}} \geq 1,3 W_{pl, \text{ poutre}}$

Au nœuds extérieurs, il y a 1 poutre et 2 poteaux et POFO s'écrit:

$$2 W_{pl, \text{ poteau}} \geq 1,3 W_{pl, \text{ poutre}}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau (3-5) suivant :

Structure	élément	Wpl (cm ³)	nœuds intérieurs	nœuds extérieurs
			Wpl, pot $\geq 1,3$ Wpl, pou	2Wpl, pot $\geq 1,3$ Wpl, pou
1	Poutre (terr)	220,6	354 > 286.78	/
	Poutre (ec)	249,4	/	708 > 324,22
	Poteau HE160B	354	ok	ok
2	Poutre (terr)	249,4	354 > 324,22	/
	Poutre (ec)	285,4	/	708 > 371,02
	Poteau HE160B	354	ok	ok
3	Poutre (terr)	220,6	481.4 > 286.78	/
	Poutre (ec)	285,4	/	962.8 > 371,02
	Poteau HE180B	481.4	ok	ok
4	Poutre (terr)	123,9	245.4 > 161.07	/
	Poutre (ec)	166,4	/	490.8 > 216.32
	Poteau HE140B	245.4	ok	ok
5	Poutre (terr)	123,9	245.4 > 161.07	/
	Poutre (ec)	166,4	/	490.8 > 216.32
	Poteau HE140B	245.4	ok	ok

Terr : Terrasse

ec : étage courant

Tableau 3-5 : vérification de critère de « POFO »

Poteaux	Wpl (cm ³)	h (mm)	b (mm)	Iz (cm)	Lf (m)	tf (mm)	A (cm ²)	G (KN/m)
HE140B	245.4	140	140	3,58	3	12	42,46	0,337
HE160B	354,00	160	160	4,05	3	13	54,25	0,426
HE180B	481.4	180	180	4,57	3	14	65,25	0,512

Tableau 3-6 : caractéristique des Poteaux

- **Vérifications du flambement [35]**

$$N_{sd} \leq N_{c,rd}$$

$$N_{sd} = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_{c,rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{avec } L_f = L$$

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad \text{Si } \bar{\lambda} < 0,2 \rightarrow \text{n'pas de risque du flambement} \Rightarrow \chi = 1$$

$$\text{Si } \bar{\lambda} > 0,2 \rightarrow \text{il ya du risque du flambement} \Rightarrow \chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\varphi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau (3-7) suivant :

structure	éléments	Fy (Mpa)	ε	λ	$\bar{\lambda}$	φ	χ	Nb, rd (KN)	Nu (KN)	Nb, rd > Nu
1	HE160B	355	0,814	74,07	0,97	1,15	0,55	976,56	92,07	Vérifiée
2	HE160B	355	0,814	74,07	0,97	1,15	0,55	976,56	136,97	Vérifiée
3	HE140B	355	0,814	83,79	1,09	1,32	0,48	673,69	102,37	Vérifiée
	HE160B	355	0,814	74,07	0,97	1,15	0,55	976,56	218,56	Vérifiée
	HE180B	355	0,814	65,64	0,85	1,03	0,62	1316,2	244,61	Vérifiée
4	HE140B	355	0,814	83,79	1,09	1,32	0,48	673,69	99,2	Vérifiée
	HE160B	355	0,814	74,07	0,97	1,15	0,55	976,56	194,4	Vérifiée
5	HE140B	355	0,814	83,79	1,09	1,32	0,48	673,69	46,98	Vérifiée
	HE160B	355	0,814	74,07	0,97	1,15	0,55	976,56	91,95	Vérifiée

Tableau 3-7 : Vérifications du flambement

3.2.3.3 Calcul de l'assemblage poutre-poteau

- **Boulonnage**

Cet assemblage est un encastrement réalisé à l'aide d'un platine boulonné et soudé sur la semelle de la poutre.

On a 6 boulons M16 HR (8.8). La platine a une épaisseur de 10 mm et le coefficient de frottement $\mu = 0,2$;

- **caractéristiques mécaniques de l'acier utilisé [35]**

éléments	E (N/mm ²)	fy (N/mm ²)	fu (N/mm ²)
poutre	210000	355	510
poteau	210000	355	510
platine	210000	355	510
Boulons	210000	640	800

Tableau 3-8 : caractéristiques mécaniques de l'acier

- **caractéristiques géométriques de l'assemblage [35]**

structure	éléments	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	tp (mm)
1	Poutre IPE200o	202	102	6.2	9.5	/
	poteau HE160B	160	160	8	13	/
	platine	300	120	/	/	10
2	poutre IPE220	220	110	5.9	9.2	/
	poteau HE160B	160	160	8	13	/
	platine	300	120	/	/	10
3	poutre IPE220	220	110	5.9	9.2	/
	poteau HE160B	160	160	8	13	/
	platine	300	120	/	/	10
4	poutre IPE160	160	82	5	7.4	/
	poutre IPE180	180	91	5.3	8	/
	poteau HE160B	160	160	8	13	/
	platine	300	120	/	/	10
5	poutre IPE160	160	82	5	7.4	/
	poutre IPE180	180	91	5.3	8	/
	poteau HE160B	160	160	8	13	/
	platine	300	120	/	/	10

Tableau 3-9 : caractéristiques géométriques des éléments assemblés

• **Caractéristiques des boulons [35]**

élément	d (mm)	d ₀ (mm)	f _{ub} (N/mm ²)	A _s (mm ²)	γ _{Mb}
boulon	16	18	800	84.3	1.25

Tableau 3-10 : Caractéristiques des boulons

• **Disposition des boulons [35]**

$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t_w \rightarrow e_1 = 50 \text{ mm}$

$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t_w \rightarrow e_2 = 25 \text{ mm}$

$2,2d_0 \leq P_1 \leq 14t_w \rightarrow P_1 = 100 \text{ mm}$

$3d_0 \leq P_2 \leq 14t_w \rightarrow P_2 = 70 \text{ mm}$

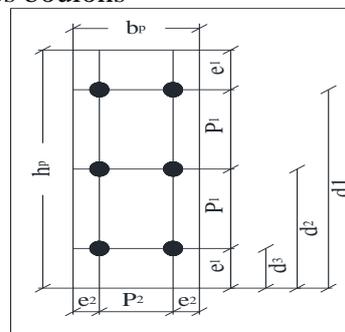


Figure 3.2 : Disposition des boulons

• **Détermination des efforts dans les boulons [35]**

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

Il faut que $N_i \leq n \cdot F_p$

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau (3-11) suivant :

structure	M (KN.m)	d _i (m)	Σd _i ²	N _i (KN)	n · F _p (KN)	N _i ≤ n · F _p
1	14,25	d ₁ = 0,25	0,0875	N ₁ = 40,71	175,84	Vérifiée
		d ₂ = 0,15		N ₂ = 24,42		Vérifiée
		d ₃ = 0,05		N ₃ = 8,14		Vérifiée
2	28,81	d ₁ = 0,25	0,0875	N ₁ = 82,31	175,84	Vérifiée
		d ₂ = 0,15		N ₂ = 49,39		Vérifiée
		d ₃ = 0,05		N ₃ = 16,46		Vérifiée
3	26,74	d ₁ = 0,25	0,0875	N ₁ = 76,40	175,84	Vérifiée
		d ₂ = 0,15		N ₂ = 45,84		Vérifiée
		d ₃ = 0,05		N ₃ = 15,28		Vérifiée
4	17,85	d ₁ = 0,25	0,0875	N ₁ =51	175,84	Vérifiée
		d ₂ = 0,15		N ₂ =30,60		Vérifiée
		d ₃ = 0,05		N ₃ =10,20		Vérifiée
5	17,87	d ₁ = 0,25	0,0875	N ₁ =51,06	175,84	Vérifiée
		d ₂ = 0,15		N ₂ =30,63		Vérifiée
		d ₃ = 0,05		N ₃ =10,21		Vérifiée

Tableau 3-11 : Détermination des efforts dans les boulons

- **Moment résistant effectif de l'assemblage [35]**

Condition à vérifier : $M_{sd} < M_R$

$$M_R = \frac{N_i \cdot \Sigma d_i^2}{d_i}$$

$$N_i = F_p$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau (3-12) suivant :

structure	M_{sd} (KN.m)	d_i (mm)	N_i (KN)	Σd_i^2	M_R (KN.m)	$M_{sd} < M_R$
1	14,25	0,25	175,84	0,0875	61,54	Vérfiée
2	28,81	0,25	175,84	0,0875	61,54	Vérfiée
3	26,74	0,25	175,84	0,0875	61,54	Vérfiée
4	17,85	0,25	175,84	0,0875	61,54	Vérfiée
5	17,87	0,25	175,84	0,0875	61,54	Vérfiée

Tableau 3-12 : Vérification Moment résistant effectif

- **Vérification de La résistance d'un boulon au cisaillement [35]**

Condition à vérifier : $F_{V, Ed} < F_{V, Rd}$

$$F_{V, Ed} = \frac{V}{n}$$

$$F_{V, Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{mb}}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau (3-13) suivant :

structure	V (KN)	n	f_{ub} (N/mm ²)	A_S (mm ²)	$F_{V, Ed}$ (KN)	$F_{V, Rd}$ (KN)	$F_{V, Ed} < F_{V, Rd}$
1	24,74	6	800	157	4,12	60,28	Vérfiée
2	34,13	6	800	157	5,69	60,28	Vérfiée
3	31,11	6	800	157	5,18	60,28	Vérfiée
4	24,77	6	800	157	4,13	60,28	Vérfiée
5	24,83	6	800	157	4,14	60,28	Vérfiée

Tableau 3-13 : Vérification de La résistance d'un boulon au cisaillement

- **Vérification de La pression diamétrale [35]**

Condition à vérifier : $F_{V, Ed} < F_{b, Rd}$

$$F_{b, Rd} = \frac{2,5 \cdot F_u \cdot d \cdot t \cdot \alpha}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min (e_1/3d_0 ; p1/3d_0 - 1/4 ; f_{ub} / F_u)$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau (3-14) suivant :

structure	α	d (mm)	F_u (Mpa)	t (mm)	$F_{V, Ed}$ (KN)	$F_{b, Rd}$ (KN)	$F_{V, Ed} < F_{b, Rd}$
1	0,73	16	510	10	4,12	119,14	Vérifiée
2	0,73	16	510	10	5,69	119,14	Vérifiée
3	0,73	16	510	10	5,18	119,14	Vérifiée
4	0,73	16	510	10	4,13	119,14	Vérifiée
5	0,73	16	510	10	4,14	119,14	Vérifiée

Tableau 3-14: Vérification de La pression diamétrale

- **Vérification du glissement[35]**

Condition à vérifier : $F_{V, Ed} < F_{s, Rd}$

$$F_{s, Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{mb}}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau (3-15) suivant :

structure	k_s	n	μ	F_p (KN)	$F_{V, Ed}$ (KN)	$F_{s, Rd}$ (KN)	$F_{V, Ed} < F_{s, Rd}$
1	1	2	0,2	87,92	4,12	28,13	Vérifiée
2	1	2	0,2	87,92	5,69	28,13	Vérifiée
3	1	2	0,2	87,92	5,18	28,13	Vérifiée
4	1	2	0,2	87,92	4,13	28,13	Vérifiée
5	1	2	0,2	87,92	4,14	28,13	Vérifiée

Tableau 3-15: Vérification du glissement

- **Vérification de La résistance d'un boulon en traction [35]**

Condition à vérifier : $F_{t, Ed} < F_{t, Rd}$

$$F_{t, Ed} = N_{max}$$

$$F_{t, Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{mb}}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau (3-16) suivant :

structure	Fub (Mpa)	AS (mm ²)	Ft, Ed (KN)	Ft, Rd (KN)	Ft, Ed < Ft, Rd
1	800	157	40,71	90,43	Vérifiée
2	800	157	82,31	90,43	Vérifiée
3	800	157	76,40	90,43	Vérifiée
4	800	157	51	90,43	Vérifiée
5	800	157	51,06	90,43	Vérifiée

Tableau 3-16: Vérification de La résistance d'un boulon en traction

- **Vérification du poinçonnement du boulon [35]**

Condition à vérifier : $F_{t, Ed} < B_{p, Rd}$

$$B_{p, Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot f_u \cdot t}{\gamma_{mb}}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau (3-17) suivant :

structure	Fu (Mpa)	dm (mm)	t (mm)	Ft, Ed (KN)	Bp, Rd (KN)	Ft, Ed < Bp, Rd
1	510	28	10	40,71	215,23	Vérifiée
2	510	28	10	82,31	215,23	Vérifiée
3	510	28	10	76,40	215,23	Vérifiée
4	510	28	10	51	215,23	Vérifiée
5	510	28	10	51,06	215,23	Vérifiée

Tableau 3-17: Vérification du poinçonnement du boulon

- **Vérification de la force du précontrainte[35]**

Condition à vérifier : $F_{t, Ed} < F_p$

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau (3-18) suivant :

structure	Fub (Mpa)	AS (mm ²)	t (mm)	Ft, Ed (KN)	Fp (KN)	Ft, Ed < Fp
1	800	157	10	40,71	87,92	Vérifiée
2	800	157	10	82,31	87,92	Vérifiée
3	800	157	10	76,40	87,92	Vérifiée
4	800	157	10	51	87,92	Vérifiée
5	800	157	10	51,06	87,92	Vérifiée

Tableau 3-18: Vérification de la force du précontrainte

3.3 Dimensionnement des structures à assemblages semi-rigides

Dans le cadre d'évaluation les assemblages semi rigide, on a utilisé logiciel s'appelle (CoP Light Arcelor Mittal Edition 1.0.2) [36]

a fin de déterminer les caractéristiques principales des assemblage (S_j , M_{rd} , Θ_{cd}).

D'autre part, on a respecté la classification d'EC03 pour les déférente limites d'assemblage (rigide, semi-rigide, articulé) pour déterminer notre assemblage semi-rigide figure ()

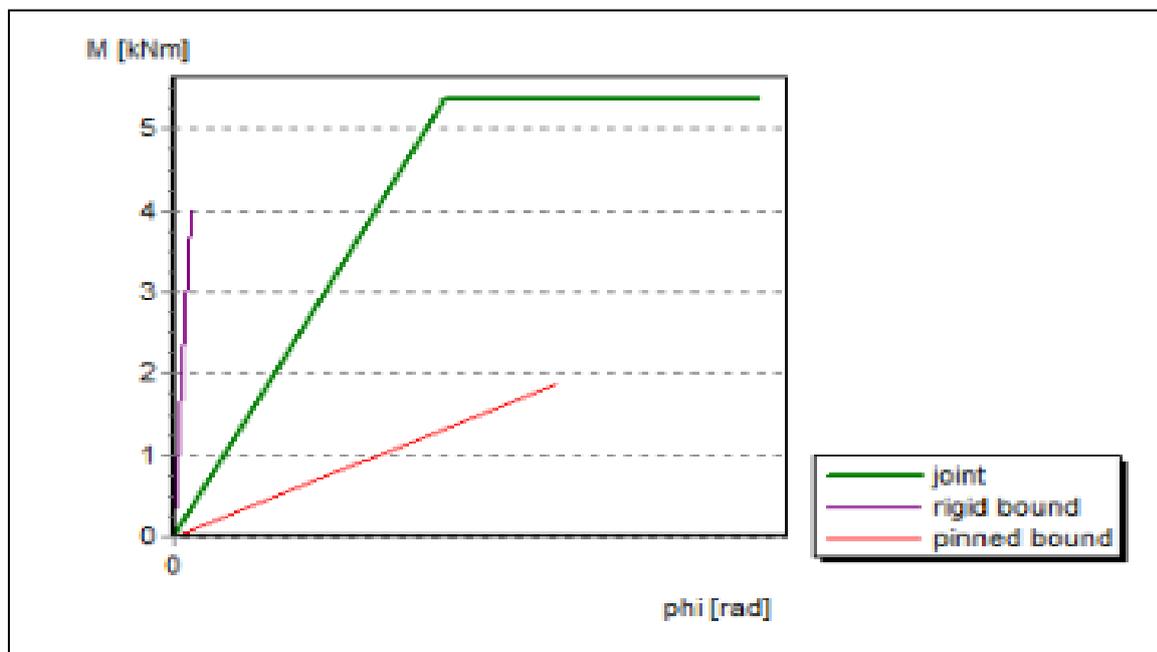


Figure 3.3 : loi (moment-rotation) d'assemblage semi-rigide

3.3.1 dimensionnement des poutres

- **Condition de résistance**

$$M_{Sd} \leq M_{ply}$$

$$M_{ply} = f_y \times W_{ply}$$

$$M_{Sd} \leq f_y \times W_{ply} \rightarrow W_{ply} \geq M_{Sd} / f_y$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau (3-19) suivant :

structure	niveau	Msd (kn.m)	Fy (Mpa)	Wpl (cm3)	choix	Wpl (cm3)
1	terrasse	23,85	355	67,18	IPE140	88,34
	étage courant	30,41	355	85,66	IPE160A	99,09
2	terrasse	28,59	355	80,54	IPE160A	99,09
	étage courant	32,91	355	92,7	IPE160	123,9
3	terrasse	23,42	355	65,97	IPE140	88,34
	étage courant	27,49	355	77,44	IPE160	123,9
4	terrasse	14,38	355	40,51	IPE120A	49,87
	étage courant	17,67	355	49,77	IPE120	60,73
5	terrasse	15,03	355	42,34	IPE120A	49,87
	étage courant	18,01	355	50,73	IPE120	60,73

Tableau 3-19: Condition de résistance

- **Vérification d'effort tranchant**

structure	niveau	Avz (mm ²)	γ_{m0}	Fy (Mpa)	Vsd (kn)	Vpl, rd (kn)	Vsd < Vpl, rd
1	terrasse	764	1,1	355	24,45	142,35	Vérifiée
	étage courant	780	1,1	355	30,99	145,33	Vérifiée
2	terrasse	780	1,1	355	27,02	145,33	Vérifiée
	étage courant	966	1,1	355	34,13	179,99	Vérifiée
3	terrasse	764	1,1	355	24,53	142,35	Vérifiée
	étage courant	966	1,1	355	31,11	179,99	Vérifiée
4	terrasse	541	1,1	355	19,5	100,8	Vérifiée
	étage courant	631	1,1	355	24,77	117,57	Vérifiée
5	terrasse	541	1,1	355	19,53	100,8	Vérifiée
	étage courant	631	1,1	355	24,77	117,57	Vérifiée

Tableau 3-20: Vérification d'effort tranchant

- **Vérification de résistance (effort tranchant)**

Structure	niveau	Vsd (kn)	Vpl, rd (kn)	Vsd / Vpl, rd	vérification	Msd (kn)	Mc, rd (kn.m)	Msd < Mc, rd
1	terrasse	24,45	142,35	0,17	Vsd < 50% Vpl, rd	23,85	28,51	Vérifiée
	étage courant	30,99	145,33	0,21	Vsd < 50% Vpl, rd	30,41	31,98	Vérifiée
2	terrasse	27,02	145,33	0,19	Vsd < 50% Vpl, rd	28,59	31,98	Vérifiée
	étage courant	34,13	179,99	0,19	Vsd < 50% Vpl, rd	32,91	39,99	Vérifiée
3	terrasse	24,53	142,35	0,17	Vsd < 50% Vpl, rd	23,42	28,51	Vérifiée
	étage courant	31,11	179,99	0,17	Vsd < 50% Vpl, rd	27,49	39,99	Vérifiée
4	terrasse	19,5	100,8	0,19	Vsd < 50% Vpl, rd	14,38	16,09	Vérifiée
	étage courant	24,77	117,57	0,21	Vsd < 50% Vpl, rd	17,67	19,6	Vérifiée
5	terrasse	19,53	100,8	0,19	Vsd < 50% Vpl, rd	15,03	16,09	Vérifiée
	étage courant	24,77	117,57	0,21	Vsd < 50% Vpl, rd	18,01	19,6	Vérifiée

Tableau 3-21: Vérification de résistance (effort tranchant)

3.3.2 dimensionnement des Poteaux :

- **vérification de critère de (Poutres Faibles – Poteaux Forts)**

Structure	élément	Wpl (cm ³)	nœuds intérieurs	nœuds extérieurs
			Wpl, pot ≥ 1,3 Wpl, pou	2Wpl, pot ≥ 1,3Wpl, pou
1	Poutre (terr)	88,34	119,50 > 114.84	/
	Poutre (ec)	99,09	/	239 > 128.81
	Poteau HE120A	119,5	ok	ok
2	Poutre (terr)	99,09	173,50 > 128.81	/
	Poutre (ec)	123,9	/	347 > 161.07
	Poteau HE140B	173,5	ok	ok
3	Poutre (terr)	220,6	245,40 > 114.84	/
	Poutre (ec)	285,4	/	490.8 > 161.07
	Poteau HE140B	481.4	ok	ok

4	Poutre (terr)	49,87	$165,20 > 64.83$	/
	Poutre (ec)	60,73	/	$330.47 > 78.94$
	Poteau HE120B	165,2	ok	ok
5	Poutre (terr)	49,87	$165,20 > 64.83$	/
	Poutre (ec)	60,73	/	$708 > 216.32$
	Poteau HE120B	165,2	ok	ok

Tableau 3-22: vérification de critère de (PoFo)

3.4. Analyse dynamique

Les Charges sismiques agissant sur chaque structure étudiée sont des forces latérales appliquées aux différents niveaux du portique.

Ces forces sismiques, agissant sur un portique, représenté une fraction des forces sismiques globales agissant sur l'ensemble du bâtiment comportant ce portique. Cette fraction des forces sismiques globales.

Les forces sismiques globales agissant sur l'ensemble du bâtiment sont calculées sur la base d'une analyse modale spectrale de ce dernier à l'aide de logiciel SAP2000 et en utilisant comme action sismique le spectre de réponse définit dans RPA99/version2003.

3.4.1. Caractéristique de spectre de réponse

Il est caractérisé par les données suivantes :

- ❖ Zone de sismicité : ZONE III
- ❖ Groupe d'usage : GROUPE 1B
- ❖ Coefficient de comportement : $R= 6$
- ❖ Pourcentage d'amortissement critique : $\xi = 5\%$
- ❖ Facteur de qualité : $Q= 1, 35$
- ❖ Classification du site : S2

La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des (12) premiers modes considérés dans le calcul de la réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de donnée, la réponse sismique est obtenu sous différentes combinaisons de charges (G, Q, E)

Le spectre de réponse obtenu est représenté sur la figure suivante :

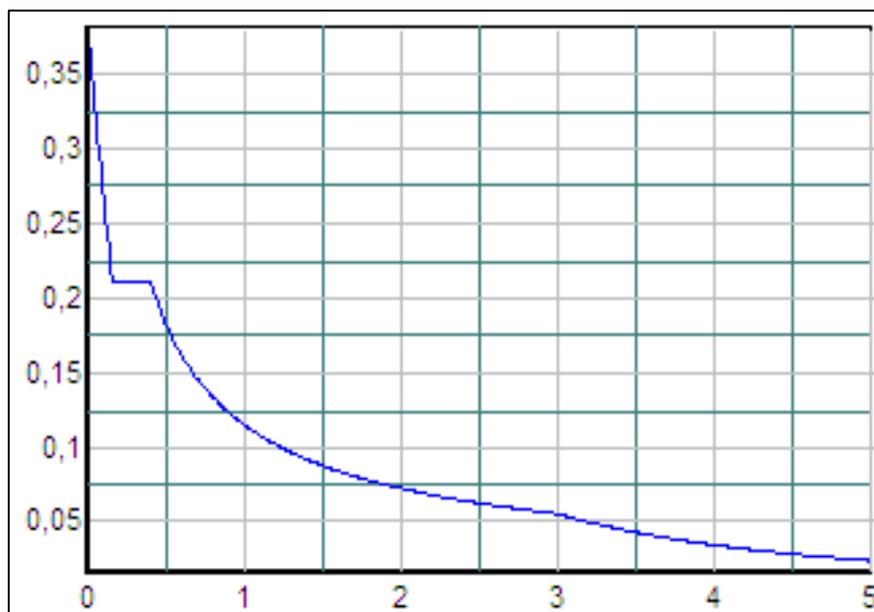


Figure 3-4 : Spectre de réponse d'accélération

3.4.2. Résultats

3.4.2.1. Caractéristique dynamique

structure	Période fondamentale	
	rigide	semi-rigide
1	0,7064	1,3916
2	0,9713	1,6716
3	1,0093	1,474
4	1,0587	1,8879
5	0,525	0,8153

Tableau(3.23) : Période fondamentale

D'après le tableau (3.23), on constate que la semi-rigidité assouplit les structures par l'augmentation des périodes propres.

3.4.2.2. Déplacement maximum des structures

Les figures 3. (5, 6, 7, 8,9) montrent le déplacement maximal à chaque étage des structures à nœuds rigides et semi-rigides par la méthode d'analyse modale spectrale.

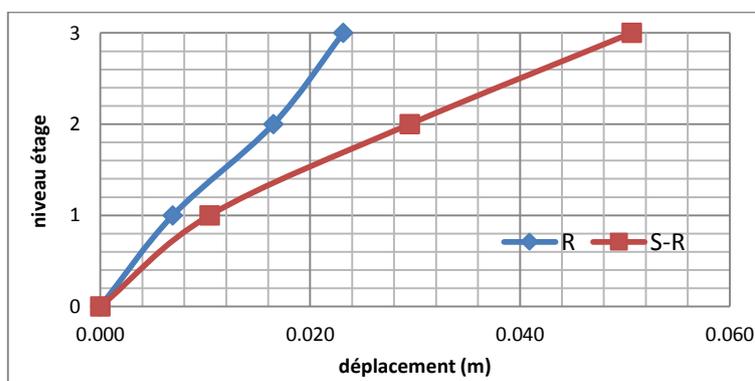


Figure 3.5 : Déplacement latéral structure (1)

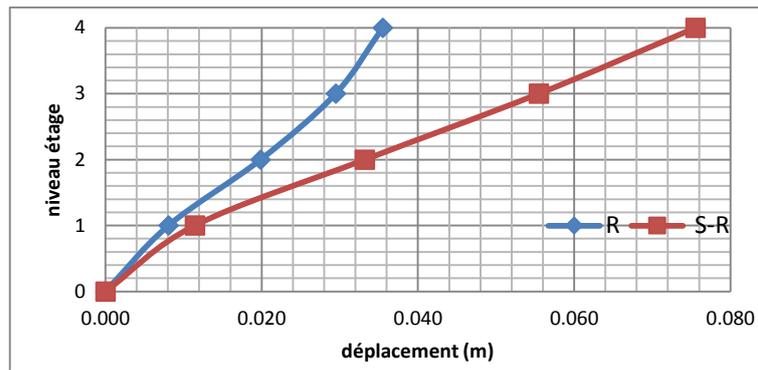


Figure 3.6 : Déplacement latéral structure (2)

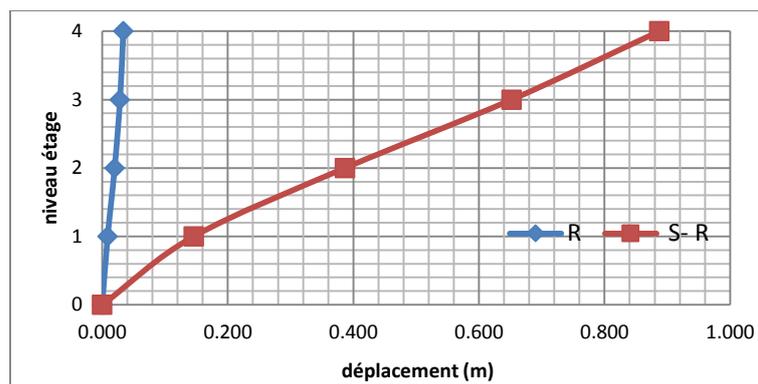


Figure 3.7 : Déplacement latéral structure (3)

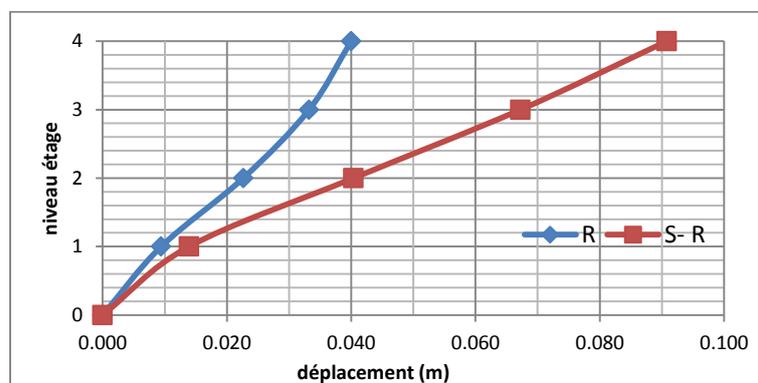


Figure 3.8 : Déplacement latéral structure (4)

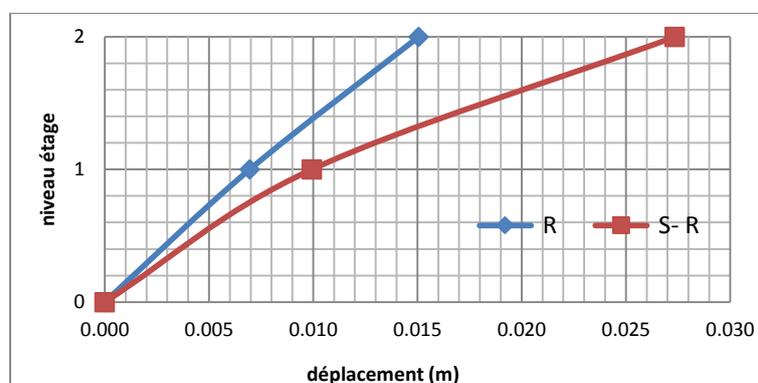


Figure 3.9: Déplacement latéral structure (5)

3.4.2.3. Déplacement inter-étage des structures

Déplacement inter-étage est obtenu comme :

$$\text{déplacement du niveau } i - \text{déplacement du niveau } i-1$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau (3-24) suivant

structure	étage	H-étage (m)	rigide			semi-rigide		
			déplacement inter-étage	3% hé	D < 3% hé	déplacement inter-étage	3% hé	D < 3% hé
1	0	0	/	/	/	/	/	/
	1	3	0,0069	0,0900	ok	0,0104	0,0900	ok
	2	6	0,0095	0,0900	ok	0,0190	0,0900	ok
	3	9	0,0066	0,0900	ok	0,0211	0,0900	ok
2	0	0	/	/	/	/	/	/
	1	3	0,0080	0,0900	ok	0,0114	0,0900	ok
	2	6	0,0117	0,0900	ok	0,0217	0,0900	ok
	3	9	0,0096	0,0900	ok	0,0222	0,0900	ok
	4	12	0,0060	0,0900	ok	0,0200	0,0900	ok
3	0	0	/	/	/	/	/	/
	1	3	0,0086	0,0900	ok	0,1457	0,0900	non
	2	6	0,0111	0,0900	ok	0,2408	0,0900	non
	3	9	0,0086	0,0900	ok	0,2653	0,0900	non
	4	12	0,0051	0,0900	ok	0,2352	0,0900	non
4	0	0	/	/	/	/	/	/
	1	3	0,0094	0,0900	ok	0,0139	0,0900	ok
	2	6	0,0132	0,0900	ok	0,0264	0,0900	ok
	3	9	0,0105	0,0900	ok	0,0268	0,0900	ok
	4	12	0,0067	0,0900	ok	0,0235	0,0900	ok
5	0	0	/	/	/	/	/	/
	1	3	0,0069	0,0900	ok	0,0099	0,0900	ok
	2	6	0,0081	0,0900	ok	0,0174	0,0900	ok

Tableau 3-24 : Déplacement inter-étage

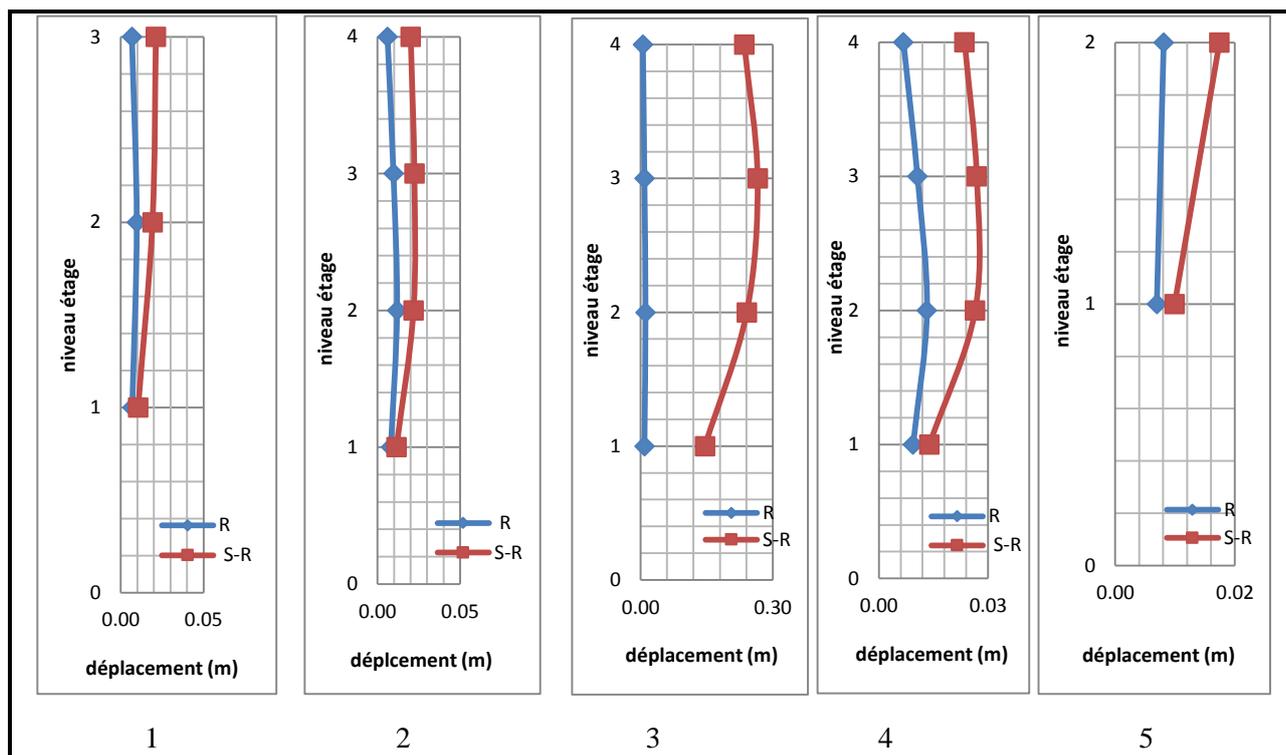


Figure 3.10 : Déplacement inter-étage

L’investigation des résultats numérique

montre les constatations suivantes :

- Pour les déplacements maximum, on remarque une augmentation pour les structures à assemblage semi-rigide d’une façon mono tom par rapport à celles à assemblage rigide.
- On observe une augmentation des déplacements inter-étage pour semi-rigide à cause de sa flexibilité.
- La vérification des déplacements inter-étage la plupart de structures rigide et semi-rigide est satisfaite

• **Comparaison des sollicitations**

structures	élément	RIGIDE				SEMI RIGIDE			
		M (KN.m)		Mmax (KN .m)	Vmax (KN)	M (KN.m)		Mmax (KN .m)	Vmax (KN)
		Appui	Travée			Appui	Travée		
1	A1-B1	17.02	9.63	17.02	24.59	4.31	14.92	14.92	19.36
	A3-B3	24.15	10.49	24.15	31.13	6.3	18.07	18.07	24.56
2	A1-B1	20.59	16.43	20.59	27.15	8.07	28.59	28.59	27.02
	A2-B2	28.81	17.94	28.81	34.28	13.56	32.91	32.91	34.13
3	B1-C1	21.10	10.56	21.1	24.22	7.16	23.31	23.31	24.53
	B2-C2	26.57	13.32	26.57	31.56	11.34	27.31	27.31	31.11
4	A1-B1	14.18	7.47	14.18	18.42	5.11	14.38	14.38	19.5
	A4-B4	17.85	9.23	17.85	25.91	7.14	17.67	17.67	24.77
5	A1-B1	14.40	7.42	14.40	20.66	4.59	15.03	15.03	19.56
	A2-B2	17.87	9.12	17.87	25.86	6.91	18.01	18.01	24.83

Tableau 3-25 : comparaison des sollicitations

- **Comparaison module plastique**

structures	Wpl R (cm ³)	Wpl S-R (cm ³)	Wpl S-R / Wpl R	%
1	220.60	88.34	0.40	40.05
	249.40	99.09	0.40	39.73
	354.00	119.50	0.34	33.76
	moyen			37.84
2	249.40	99.09	0.40	39.73
	285.40	123.90	0.43	43.41
	354.00	245.40	0.69	69.32
	moyen			50.82
3	220.60	88.34	0.40	40.05
	285.40	123.90	0.43	43.41
	245.40	165.20	0.67	67.32
	354.00	245.40	0.69	69.32
	481.40	245.40	0.51	50.98
	moyen			54.22
4	123.90	49.87	0.40	40.25
	166.40	60.73	0.36	36.50
	245.40	104.20	0.42	42.46
	354.00	165.20	0.47	46.67
	moyen			41.47
5	123.90	49.87	0.40	40.25
	166.40	60.73	0.36	36.50
	245.40	104.20	0.42	42.46
	354.00	165.20	0.47	46.67
	moyen			41.47

Tableau 3-26 : comparaison module plastique

Les tableaux 3.(25,26) montrent d'une façon préliminaire l'intérêt économique de l'utilisation des assemblages semi-rigides.